

東京大学生産技術研究所

北川 英夫

農林省林業試験場防災部 正員 〇陶山 正憲

東京大学生産技術研究所

金 相哲

1. 破壊力学 (Fracture Mechanics) のセメント硬化体への適用について

コンクリートなどの破壊は“われ”の形態をとるので、平滑材としての強度とともに“き裂材”の強度を合わせ考える必要があろう。き裂長程度の評価には破壊力学が極めて有効であるといわれているので、破壊力学のコンクリートなどへの適用の方法、限界、精度を検討するための基礎的研究が必要であり、その一部を報告する。

破壊力学は欠陥の存在またはその発生が期待される材料、構造物を強度上安全に使用するための工学的な方法論であり、その方法論については既に詳細な解説^{1),2)}や示方書³⁾があるが、この場合は要するに強度の判定基準として公称応力の代わりに力学的境界条件をより多く含む応力拡大係数 (Stress Intensity Factor, K) などを使用しようというのである。これにより単純な形状の供試体の強度を複雑な実物構造物に適用する可能性を追求する。前報⁴⁾ではまず、均質度の高いセメントモルタルについて破壊力学の適用の有効性をほぼ認めたので、本報ではコンクリートの破壊靱性について検討する。

2. 今回採用したコンクリートの破壊靱性試験の方法

コンクリートのような材料に対する破壊靱性試験法はまだ確立されていないので、前報⁴⁾と同様に金属材料の平面ひずみ破壊靱性試験法⁵⁾をコンクリートにも準用して、その適用の可否、修正点について検討した。図1のような点曲げ片側切欠き梁の曲げ試験を行なったのであるが、コンクリートなので“切欠き+疲労き裂”の代わりに“人工き裂”をつけた。

ASTM試験法³⁾の標準試験片では、切欠き長 a は原則として板厚 B に等しく、さらに試験片高さ W との比の推奨値は

$$a/B = 0.45 \sim 0.55 \quad (1)$$

としている。これを考慮して $W = 8 \text{ cm}$, $B = W/2$, $S = 4W$ に固

定し、3種類のき裂入り試験片 ($a/W = 0.1, 0.3, 0.5$) と無き裂試験片を採用した。試験片の材料には材質の均一化、養生期間の短縮化、試験片成形の容易さなどを考慮して、早強ポルトランドセメント、豊前標準砂、粗骨材 (最大粒径 10 mm , $FM=5.8$) と水 (重量配合比 $1:2:2:0.6$) を採用した。なお試験片成形用型枠の形状、打込み方法、養生方法などは全て前報⁴⁾のモルタルの場合と同じである。

次に、破壊の進行に伴うき裂開口変位量の変化を測定したが、これは破壊靱性試験特有の量である。すなわち試験片のき裂開口部端に脱着可能なゲージ支持具を接着剤で固定し、これに特殊なリング状のき裂開口変位計を装着した。変位計の出力と荷重計 (ロードセル) の出力は動ひずみ測定器で増巾して X-Y レコーダに自記させた。試験機はインストロン型オートグラフで、使用容量は 500 kg である。荷重—き裂開口変位量 ($P \sim \delta$) 曲線の一例を図2に、荷重—たわみ量 ($P \sim d$) 曲線の一例を図3に示す。

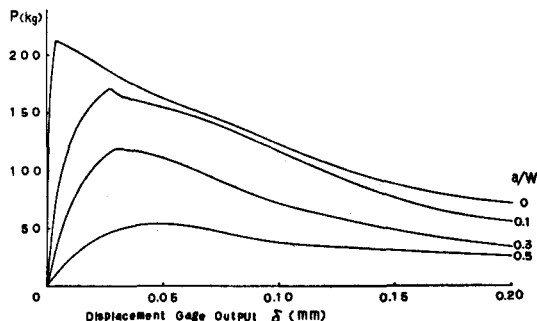
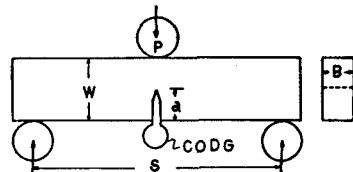


図2. コンクリートの荷重—き裂端開口変位量曲線

3. コンクリートの破壊靱性試験の結果と K_{IC} の計算

破壊靱性試験では通常、破壊開始荷重を $P \sim \delta$ 曲線から決定することになっている。この方法は金属材料では、まず図4のように曲線の初期部分に対する接線 OA より正接で "5%" だけ小さい勾配で原点を通る割線 OP₅ を描いて荷重 P₅ を決定する。次に K_{IC} を計算するのに必要な荷重 P_Q を求めるには図4のタイプ I に対しては $P_Q = P_5$ にとり、タイプ II, III に対しては最大先行荷重をとる、これを P_Q とする。なお K_{IC} の値は次式で計算する。

$$K_I = 6 Y M \sqrt{a} / B W^2 \quad (2)$$

$$Y = 1.93 - 3.07 \left(\frac{a}{W} \right) + 14.53 \left(\frac{a}{W} \right)^2 - 25.11 \left(\frac{a}{W} \right)^3 + 25.80 \left(\frac{a}{W} \right)^4$$

式(2)の M はき裂部における曲げモーメントで上記 P_Q を使って計算する。

Y は a/W 比のみで決定される無次元補正係数である。

さて、上記の "5%" は材料依存性があるとも言われているので、コンクリートについては試みに 1, 3, 5, 7% をとり、それに対応する K_I 値を $(K_I)_1, (K_I)_3, (K_I)_5, (K_I)_7$ とし、最大荷重 P_M に対する最大応力拡大係数 K_M と合わせて図5に示した。これから a/W による変動が最も少なかった K_M を便宜上採用し、荷重基準強度 P_M との比較に便ならしめた。

4. コンクリートの破壊靱性の K 依存性に対する検討

欠陥の寸法を変えると荷重基準のコンクリートの強度 P_M は a/W に従って著しく変わるが、K 基準強度 K_M は a/W にかかわらず大きな変動が見られず、従って欠陥材の材料強度値としては P_M より K_M の方が格段に優れていることが分かる(図6参照)。

K_M を一定とした時の P_M の推定値を図6に曲線で示し、P_M の実験点と比較すれば、K 基準強度の有用性が一層明らかに認められる。また、この図から無き裂試験片の強度は頻度の高い大粒界材寸法に相当するき裂寸法のき裂試験片強度に近いようである。しかし、この点に関しては更に検討を続ける必要がある。

なお同じ a/W に対するコンクリートの P_M, K_M の値は、モルタルの場合よりややばらつく傾向がりがわかれるが、その原因の一つとして粗骨材の形状、寸法、混合割合などの影響が考えられる。しかし、このコンクリートの場合であら K_M, P_M などのばらつきの少なさは注目されてよい。

本研究の実施にあたり、終始有益な御助言と多大の便宜を与えられた東大生研・小林一輔助教授はじめ小林研の皆様には深謝する次第である。

引用文献

- 1) ASTM STP 381, 1964
- 2) 北川英夫: 機械の研究, 24(11), 1972
- 3) ASTM Standard, E 399-70, 1970
- 4) 北川英夫, 陶山正寛: 第2回土木学会関東支部研究講演概要集, 1975

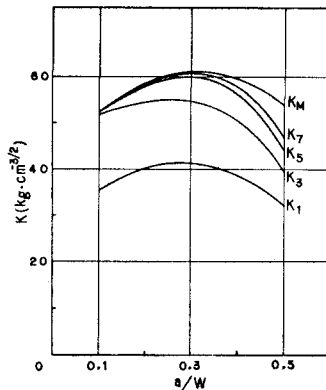


図5 欠陥の寸法比による各種 K_I 値

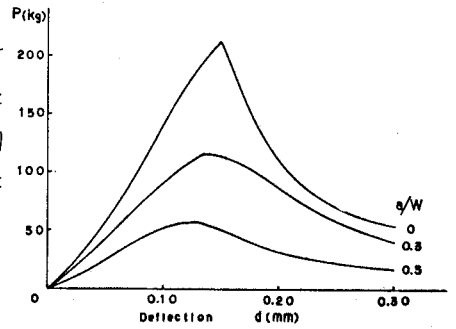


図3 曲げ試験時の荷重～たわみ量曲線

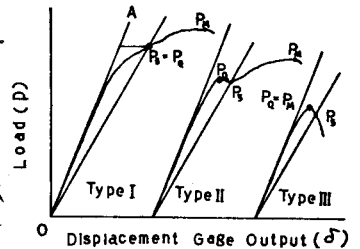


図4 $P \sim \delta$ 曲線による P_Q の決定法

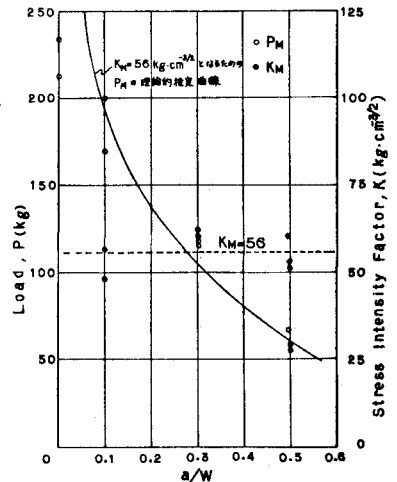


図6 コンクリートの欠陥寸法に対する P 基準強度と K 基準強度との比較